

враховувати при розробці й здійсненні заходів щодо підсилення конструкцій, реконструкції та відновлення об'єктів зміни інженерно - геологічних умов територій забудови, вплив виконуваних робіт на будинки, що знаходяться поруч;

забезпечувати виконання комплексних розрахунків споруд як просторових систем разом з основою і фундаментом, теплофізичних і акустичних досліджень їх властивостей з метою підвищення їх ресурсу;

залучати до обстеження, оцінки технічного стану та підсилення як конструкцій, так і будівель у цілому спеціалізовані наукові та проектні організації, визначені відповідними рішеннями Держбуду.

Науково-технічний потенціал будівельного комплексу, що на нашу думку впливає з вищенаведеного, спроможний вирішувати проблеми відновлення та збереження будівельної складової основних фондів держави, однак для цього необхідне бажання власників цих фондів.

Отримано 16.05.2002

УДК 624.073 : 691.88 : 621.886.6

В.В. ПОГРІБНИЙ, канд. техн. наук, **О.О. ДОВЖЕНКО**

Полтавський державний технічний університет ім. Юрія Кондратюка

НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН І ГРАНИЧНЕ НАВАНТАЖЕННЯ ШПОНКОВИХ З'ЄДНАНЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

Описується методика експериментальних досліджень роботи шпонкових з'єднань. Наведені дані про напружено-деформований стан одно-, три- і п'ятишпонкових стиків. Запропоновані залежності для визначення граничного навантаження багатошпонкових з'єднань.

Значний практичний інтерес становлять шпонкові з'єднання залізобетонних конструкцій, а саме: з'єднання ригелів із колонами і колон з фундаментами, горизонтальні й вертикальні стики стінових панелей, контактні шви збірно-монолітних конструкцій та інші з'єднання. Їх успішне застосування при реконструкції будівель і споруд є вельми актуальним завданням.

У дослідженнях міцності багатошпонкових з'єднань [1-3] значне місце займають питання розподілу дотичних напружень уздовж стику. Однак у цих питаннях дослідники не дійшли єдиної думки. Вказане зумовлює суттєву різницю теоретичних підходів та розрахункових залежностей, які запропоновані для визначення граничного наванта-

ження Q_u шпонкових з'єднань. У зв'язку з цим перспективним здається експериментальне вивчення їх роботи, накопичення та аналіз отриманих результатів і подальше удосконалення теоретичних рішень.

З метою вивчення характеру розподілу напружень та деформацій уздовж шпонкових з'єднань, а також впливу кількості шпонок і їх армування на міцність стиків у лабораторії кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій Полтавського державного технічного університету ім. Юрія Кондратюка виконані експериментальні дослідження з'єднань із однією, трьома і п'ятьма шпонками.

Дослідні зразки (рис.1) виготовляли товщиною 150 мм в два етапи. Спочатку бетонували бокові частини керамзитобетоном більш високого класу, а потім – центральну частину зразка, саме яка і досліджувалася, керамзитобетоном більш низького класу. Перед бетонуванням стовбура зразка поверхню шпонкового профілю бокових елементів ретельно змащували солідолом для запобігання впливу зчеплення бетону.

У ділянці стику зразки серії ШНЛ не армувалися, а зразки серії ШНЛ1 армувалися поперечними стержнями 2Ø8 А-І на кожному шпонку.

Деформації бетону в зоні руйнування стиків і деформації поперечної арматури вимірювали за допомогою тензодатчиків ПКБ з базою відповідно 20 і 5 мм. Як вимірювальний прилад використовували цифровий тензометричний міст ЦТМ-5. Взаємне зміщення частин зразків вимірювали індикаторами годинникового типу. Схеми розташування тензорезисторів та індикаторів подані на рис.1.

Зразки випробували в пресі ПГ-125. Навантаження передавалося на нижні грані бічних елементів. Зразки впиралися у верхню плиту преса частиною стовбура, що виступає. Навантаження здійснювали ступенями. Їх кількість коливалася від 10 до 15. При витримуванні під навантаженням на кожному ступені оглядали зразки та знімали показники за ЦТМ-5 й індикаторами. Тріщини поблизу площини зрізу багатшпонкових з'єднань утворювалися в нижніх, найбільш напружених шпонках при навантаженні, що складало приблизно $0,7 Q_u$. Ширина розкриття тріщин при подальшому їх розвитку досягала 0,7 мм. На рівнях навантаження $0,8-0,9 Q_u$ з'являлися тріщини в середніх і верхніх шпонках з меншою шириною розкриття, ніж у нижніх шпонках.

При навантаженні, близькому до руйнівного, деформації стиску бетону в зоні 1 (стиснута зона поблизу вхідного кута шпонок) одношпонкових зразків становили $\epsilon_b = 110 \dots 130 \cdot 10^{-5}$. Про наявність пластичних деформацій бетону цієї зони свідчать графіки, що відображають

залежності “Q-ε_b”. Для тришпонкового неармованого стику мас місце такий розподіл деформацій уздовж стику: нижня шпонка – $171 \cdot 10^{-5}$, середня шпонка – $125 \cdot 10^{-5}$, верхня шпонка – $112 \cdot 10^{-5}$. Відповідні дані для армованого стику становлять: $189 \cdot 10^{-5}$, $149 \cdot 10^{-5}$, $127 \cdot 10^{-5}$. При збільшенні кількості шпонок до п’яти величина деформацій в зоні 1 досягає $250 \cdot 10^{-5}$ для зразків серії ШНЛ1-3 (рис.2).

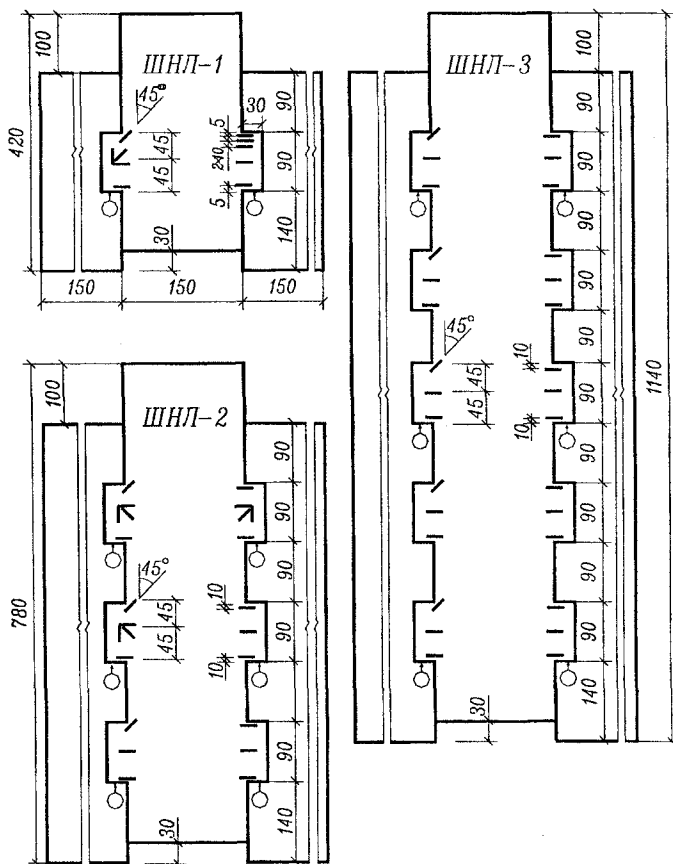


Рис.1 – Конструкція і розміри дослідних зразків шпонкових стиків, схеми розташування тензорезисторів та індикаторів

Для багатшпонкових з'єднань спостерігалася нерівномірність розподілу деформацій бетону шпонок уздовж стику. В нижчерозташо-

ваних, найбільш напружених шпонках деформації наростали інтенсивніше, ніж у верхніх, менш напружених шпонках.

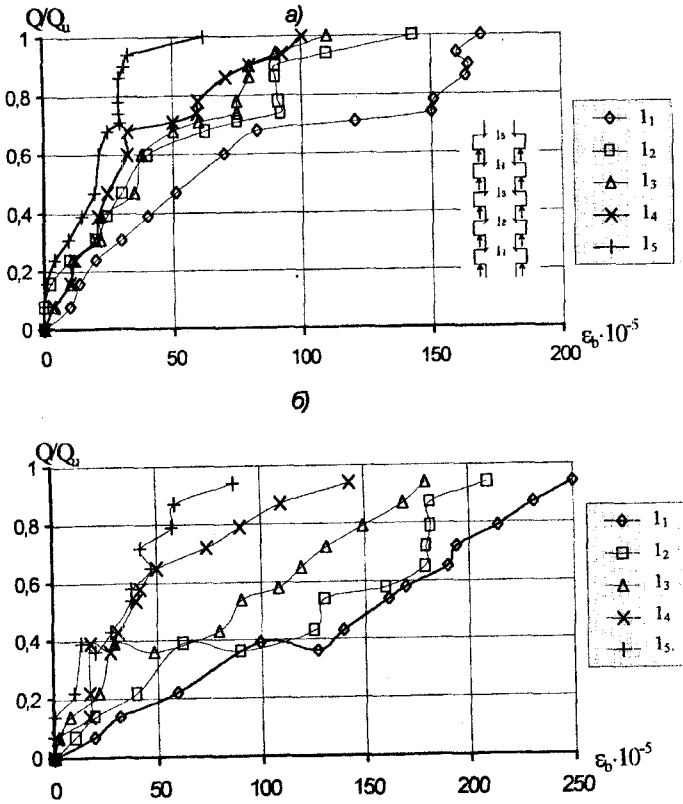


Рис.2 – Графіки залежності “ $Q/Q_u - \epsilon_b$ ” для бетону зони 1 п’ятишпонкового стику :
а – для зразка ШНЛ -3; б – для зразка ШНЛ-3

Пружний зсув бічних елементів відносно центральної частини зразків складав 0,08...0,12 мм, а граничний зсув досягав 0,35 мм.

Деформації арматури на різних рівнях навантаження наведені на рис.3. Напруження в арматурі одношпонкового з’єднання, двох більш напружених шпонок тришпонкового і трьох шпонок п’ятишпонкового стику в стадії, близькій до руйнування, досягали межі текучості. Навантаження тріщиноутворення армованих з’єднань на 15...20% вище від граничного навантаження бетонних стиків, що свідчить про включення

арматури в роботу до появи тріщин, які перетинають шпонки по всій висоті поблизу площини зрізу.

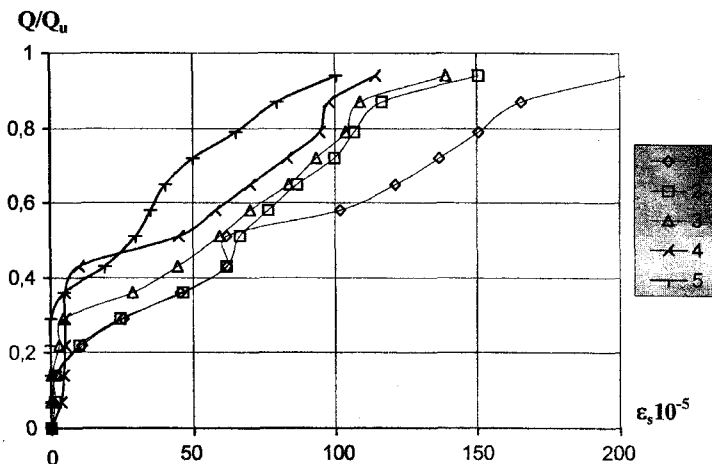


Рис.3 – Графіки залежності “ $Q/Q_u - \epsilon_s$ ” для різних шпонок уздовж стику зразка ШНЛІ-3

Усі дослідні зразки руйнувалися шляхом зрізу, при цьому руйнування починалося з нижніх, найбільш напружених шпонок. Дані про граничне навантаження шпонкових з’єднань наведені в таблиці.

Результати експериментальних досліджень

Шифр зразка	R, МПа	R _b , МПа	R _{br} , МПа	Граничне навантаження, Q _u ^{test} , кН
ШНЛІ-1	25	22	1,8	92
ШНЛІ-2				212
ШНЛІ-3				265
ШНЛІ-1-1				137
ШНЛІ-1-2				305
ШНЛІ-1-3				370

На основі запропонованої моделі пружно-пластичної роботи багатошпонкового з’єднання [4], що дозволяє врахувати нерівномірність розподілу дотичних напружень уздовж стику, визначено граничне навантаження.

Для практичних розрахунків шпонкових з’єднань, що досліджувалися, рекомендується наступна залежність для визначення граничного навантаження

$$Q_u = R_{sh} A_{sh} (1,35 - 0,35\sqrt{n}),$$

де R_{sh} – опір зрізу окремої шпонки; A_{sh} – площа зрізу; n – кількість шпонок.

Порівняння експериментальних даних теоретичної міцності М.М.Коровіна [1], Е.Горачека, В.І.Лішака, Д.Пуме [2], Н.Г.Мартінової [3] з наведеними вище нашими даними показало їх задовільну близькість.

1.Коровин Н.Н., Еськов В.С. Шпоночные стыки сборных железобетонных оболочек // Промышленное строительство. – 1966. – №8. – С. 25-29.

2.Прочность и жесткость стыковых соединений панельных конструкций/ Е.Горачек, В.И. Лишак, Д. Пуме и др.; Под ред. В.И. Лишака. – М.: Стройздат, 1980. – 192 с.

3. Мартынова Н.Г. Испытания на сдвиг вертикальных стыков монолитных стен со сквозными шпонками // Девятое координационное совещание «Эффективные конструкции и методы расчета несущих систем, элементов и узлов бескаркасных зданий: Тез. докладов. – Вильнюс, 1984. – С. 48-51.

4.Погрібний В.В. Урахування нерівномірності розподілу дотичних зусиль при розрахунках міцності багатощпонокових з'єднань // Коммунальное хозяйство городов: Науч.-техн. сб. Вып.19. – К.: Техніка, 1999. – С. 50-54.

Отримано 16.05.2002

УДК 624.014

С.Ф.ПІЧУГІН, д-р техн. наук, В.О.СЕВЕРИН

Полтавський державний технічний університет ім. Юрія Кондратюка

НАДІЙНІСТЬ ЕЛЕМЕНТІВ СТАЛЕВИХ КАРКАСІВ ПРОМИСЛОВИХ БУДІВЕЛЬ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ ПРИ ДІЇ КРАНОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ

Виконано аналіз надійності сталевих конструкцій, що знаходяться під впливом кранового навантаження, який дає можливість уточнити нормативні розрахунки, що проводяться під час реконструкції та перепрофілювання виробничих будівель та споруд.

В останні роки для будівельної галузі України характерним є збільшення обсягу реконструювання та перепрофілювання житлових, громадських та виробничих будівель та споруд, що пов'язано насамперед із структурною перебудовою економіки країни. Відомо, що розрахунки будівельних конструкцій будівель та споруд базуються на методі граничних станів, основною умовою якого є неперевикнення розрахунковим зусиллям в найбільш напруженому елементі конструкції Q_p розрахункового значення несучої здатності R_p . При цьому згідно з чинними нормами, імовірність безвідмовної роботи протягом терміну експлуатації не визначається. У зв'язку з цим неможливо з позицій надійності дати оцінку технічного стану конструкцій під час їх реконструкції (визначити остаточний строк служби конструкцій, імо-